

ンクリート充填部分直上の鋼断面の補剛板パネルの全体座屈が発生するため(写真-1(a)参照),終局荷重後の耐荷力の低減が著しい.一方,コンクリートを $2L/3$ まで充填した実験供試体 CCO- $2L/3$ は,塑性率を著しく改善できるものの,補強前に比較して約20%の強度上昇を伴う.また,写真-1(b)に示すように,橋脚下端のコンクリート充填部分に損傷が発生する.ここで,塑性区間を設置した実験供試体 C10- $L/5$ では $\mu_u=7$ と十分な変型性能が確保できる.強度上昇も5%であり,コンクリートを $2L/3$ まで充填した実験供試体 CCO- $2L/3$ と比べ確実に耐荷力の上昇を低減できる.さらに,実験終了後の損傷状態を観察すると,塑性区間の縦補剛材間の板パネルに局部座屈変形が集中して発生し,それ以外の断面にはほとんど変形が発生していない(写真-1(c)参照).



(a)実験供試体 CEO-L/5

(b)実験供試体 CCO- $2L/3$ (c)実験供試体 C10- $L/5$

写真-1 実験終了後の損傷箇所および損傷状況

3. ハイブリッド地震応答実験 入力地震加速度には,兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅構内地盤上(種地盤上)において観測・記録された南北方向の地震波を,道路橋示方書・耐震設計編³⁾に規定されている標準加速度応答スペクトルに近い振動特性を有するように調整された修正地震波形(以下, JR-TK-NS 地震波という)を用いた(図-3 参照).なお,減衰定数は,0.05とした.図-4より,実験供試体 H10- $L/5$ には,時刻 $t=5.97$ (s)において,最大応答変位 4.72cm(=4.22 y_0 であり,橋脚高さの $1/33$)が発生している.また,残留変位 R は 1.18cm(=1.05 y_0 であり,橋脚高さの $1/133$)であり,残留変位の許容値³⁾(=橋脚高さの 100 分の 1 以内)よりも小さい値となっている.図-6によると,実験終了後の残留変形は塑性区間の鋼断面にのみ縦補剛材間の板パネルに局部座屈変形が発生した.しかし,その他の断面とりわけ実験供試体の最下端付近には見られなかった.また,補剛板パネルの全体座屈変形も発生しなかったため,柱部材の耐荷力の低下は認められない(図-5 参照).

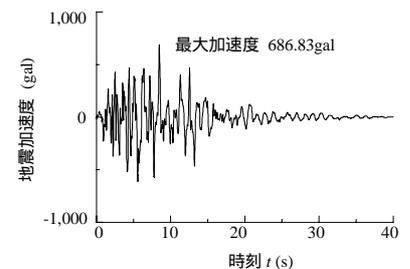


図-3 入力加速度形(JR-TK-NS地震波)

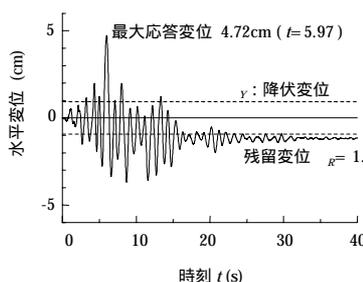


図-4 水平変位の時刻歴応答

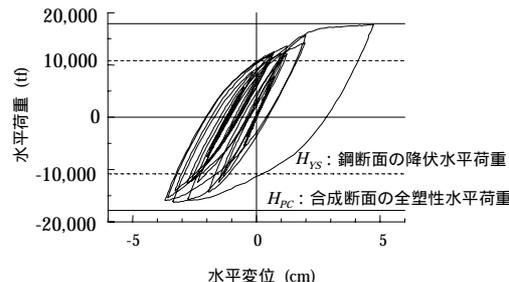


図-5 水平荷重-水平変位の応答曲線

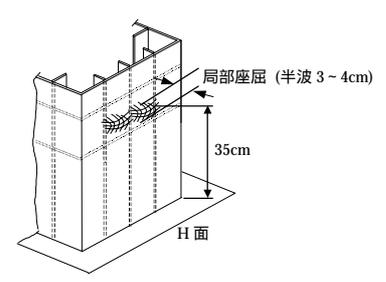


図-6 残留変形の状況

4. まとめ 中空コンクリート充填補強法の有効性を実験的に検討した.得られた主な結果は以下のとおりである. 1)コンクリートを橋脚高さの $1/5$ まで充填し,その直上に縦補剛材間の板パネル程度の長さの塑性区間を設定すると,補強に伴う強度の上昇を5%程度(コンクリートを充填した場合は約20%)にとどめ,塑性率7を確保できた.2)塑性区間のアスペクト比を $\mu_s=1.0$ とし,地震波 JR-TK-NSを入力した場合にも,損傷は塑性区間の縦補剛材間の板パネルのみに限定して発生し,橋脚模型はほぼ健全な状態に保たれていた.3)以上から,柱部材の中程に集中的に塑性変形を誘導させる耐震構造および耐震設計法の有効性が確認出来た.

参考文献 1) 松村政秀・北田俊行・澤登善誠・中原嘉郎:無充填区間を有するコンクリート充填補強による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究,構造工学論文集,Vol.47A,土木学会,pp.35-44,2001年3月. 2)阪神高速道路公団:既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(案)・同施工マニュアル(案),平成9年. 3)日本道路協会:道路橋示方書・同解説,耐震設計編,平成8年12月.